

第2編 コンクリートラーメン橋

第2-1編 不等橋脚を有する5径間連続ラーメン橋

第1章 概 要

山岳部の溪谷を跨ぐコンクリートラーメン高架橋のように、橋脚高さが高く、かつ橋脚高さが脚ごとに異なる橋りょうでは、高次の振動モードの影響を無視することができないこと、塑性ヒンジが複数生じることから、地震時の挙動が複雑な橋であると分類され、橋の耐震性能は非線形動的解析により確認することが必要とされている。

非線形動的解析においては、要素の材料非線形の設定、減衰性能の与え方、直接積分法における積分条件の設定等により解析結果が大きく変化する可能性がある。また、解析結果の妥当性を実験等の方法により検証することも困難な場合が多い。このため、解析を実行する際には、種々の解析条件と解析結果の関係を把握して、解析結果の妥当性に常に注意を払う必要がある。しかし、橋の非線形動的解析において、解析条件の設定にはまだ妥当性が十分検討されていない事項が少なくない。

そこで、本検討では、山岳部のコンクリートラーメン橋を対象とし、大規模地震に対する非線形動的解析を行う上で参考となる資料を提供することを目的として、橋の動的解析を実施した。

解析対象橋梁は2章に示す5径間連続ラーメン橋とした。入力地震動は、兵庫県南部地震における、神戸市内の観測記録に相当する模擬地震動を用いた。解析方向は橋軸方向および橋軸直角方向とした。

まず、橋脚および上部構造の解析モデルのモデル化手法を複数種類適用し、それらが橋の応答に与える影響を検討した。ここで、全てのモデル化手法を適用するには、1種類の解析プログラムでは機能的に制約があることから、検討には2種類の解析プログラム(T-DAP及びResp-3T/B)を使用するものとし、ベンチマークテストにより両者の解の整合性を確認した。

次に、静的な荷重漸増解析(push-over解析)を行い、

橋の非線形動的応答を静的解析で再現することを試みた。そして、地震時保有水平耐力法の適用性について検討を行った。

最後に、橋台部に免震構造を設置し、このような装置が橋の地震応答をどの程度低減し得るか、その効果を検討した。

第2章 対象橋梁の構造諸元

検討は、図-2.1に示すPC 5径間連続ラーメン箱桁橋を対象に行った。本橋の橋長は330m、支間長は34.60m+57.00m+2×90.00m+57.00mであり、車道幅員は9.0m、曲線半径はR=1000mである。下部構造は逆T式橋台および柱式橋脚で基礎は場所打杭(P1橋脚)および深礎杭(P2, P3, P4橋脚)である。橋脚高はP2, P4橋脚が32.5m, P3橋脚61.0mであり、橋脚高比は約1:2と大きく異なっている。橋脚の配筋の一例としてP2, P4橋脚基部の配筋を図-2.2に示す。なお、本橋の地域区分はBであり耐震設計上の地盤種別はII種地盤である。

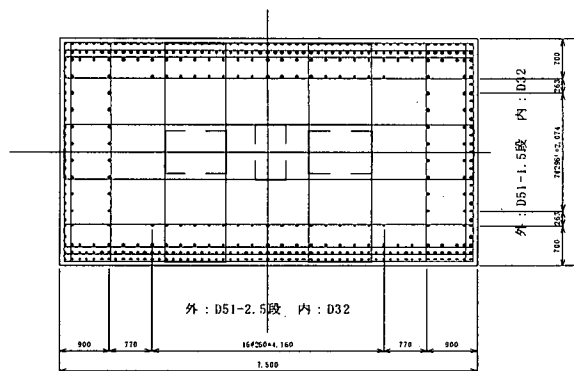


図-2.2 P2, P4橋脚配筋図(単位: mm)

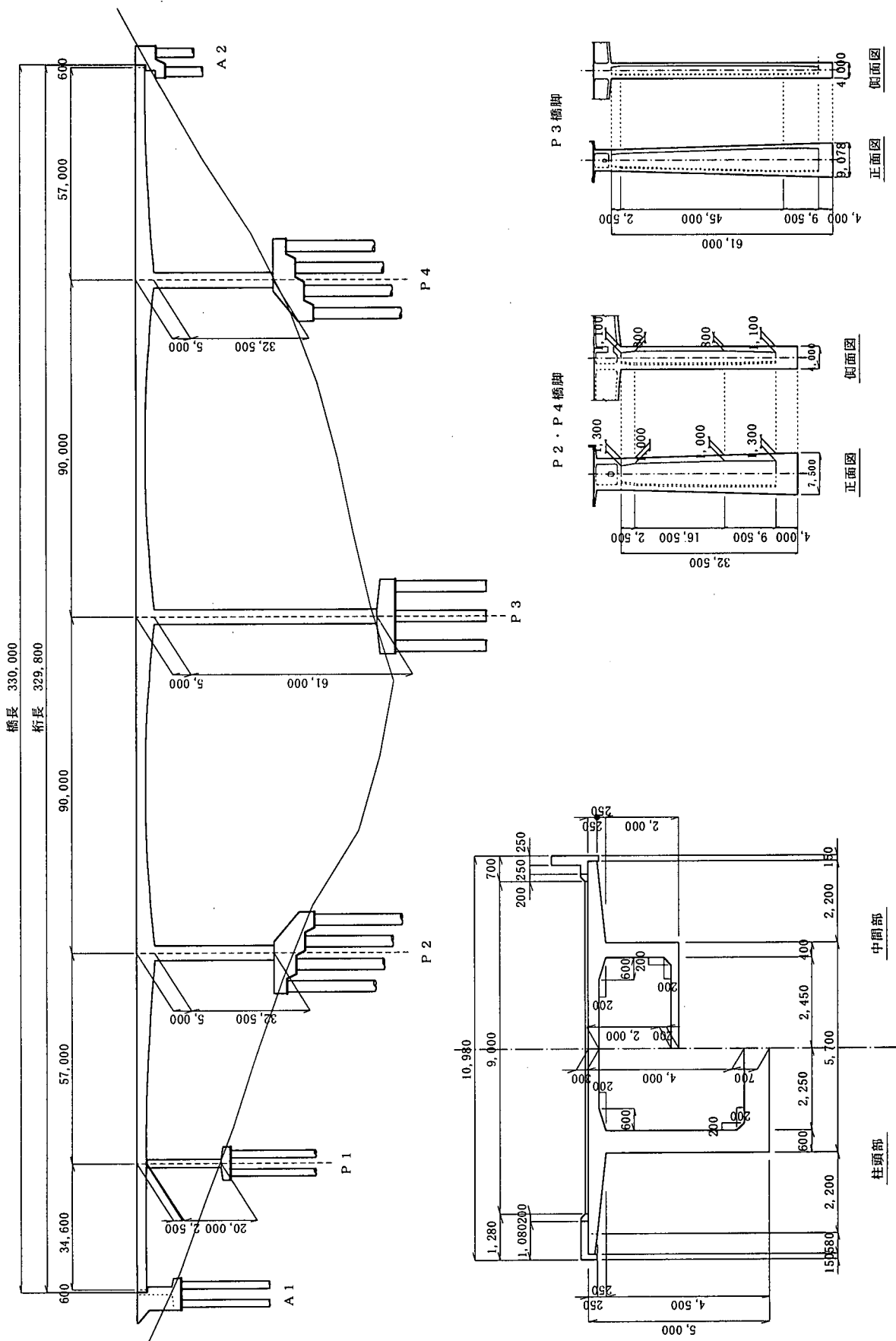


图-2.1 解析対象橋梁一般図 (单位: mm)

第3章 非線形動的解析法の検討

3.1 解析モデルおよび解析条件

本解析モデルを図-3.1に示す。解析は、上り線を対象として行い、平面線形の影響は無視し、直線橋としてモデル化して行った。P1橋脚は可動支承であり振動単位が他の橋脚と異なると考えられるため、橋軸方向の解析においてはP1橋脚を考慮しないこととした。また、橋台の影響は考慮しないこととした。

解析モデルは上部構造、橋脚ともに非線形はり要素でモデル化し、橋軸方向の場合には橋脚上下端に、橋軸直角方向の場合には橋脚下端に塑性ヒンジを表す非線形回転バネを考慮した。また、塑性ヒンジ領域を非線形はり要素で細分割したモデルについても解析を行い、モデル化の違いが応答値に与える影響について検討を行った。

非線形はり要素の曲げモーメント-曲率 ($M-\phi$) 関係は道路橋示方書V編のコンクリートの応力-ひずみ曲線に従い算出した。橋脚の帯鉄筋による拘束効果が不明であるため、本解析では拘束効果を考慮しないこととした。また、橋脚下端のハンチおよび充実部の塑性ヒンジに対する影響が不明であることから、これらの影響は考慮しないこととした。なお、コンクリートのヤング係数はS55年道路橋示方書を適用し以下の値とした。

主桁: $\sigma_{ck}=400 \text{ kgf/cm}^2$, $E=3.5 \times 10^6 \text{ tf/m}^2$

橋脚: $\sigma_{ck}=240 \text{ kgf/cm}^2$, $E=2.7 \times 10^6 \text{ tf/m}^2$

上部構造の $M-\phi$ 関係における各イベントの定義は以下のように仮定した。

橋軸方向

ひびわれ: コンクリート最外縁がひびわれに達するとき。

初降伏: PC鋼材が引張側に配置されている場合には、PC鋼材が弾性限界に達したとき、配置されていない場合には最外縁鉄筋が降伏に達するとき。

終局: コンクリート最外縁が圧壊するとき。

橋軸直角方向

ひびわれ: コンクリート最外縁がひびわれに達するとき。

初降伏: 最外縁のPC鋼材が弾性限界に達するとき、または、ウェブ最外縁の鉄筋が降伏に達するときのいずれか先に発生する方。

終局: コンクリート最外縁が圧壊するとき。

上部構造の非線形モデルは「0-ひびわれ-初降伏-終局」を結ぶトリリニア型とし、非線形弾性モデルおよび履歴モデルとして岡本モデルを用いた。橋脚部材の非線形モデルは「0-ひびわれ-降伏-終局」を結ぶトリリニア型とし、履歴モデルには武田モデルを用いた。

基礎のバネ定数は、基礎の安定計算の結果を利用し、荷重と変形量の関係から逆算して求めた。基礎バネはフーチング下端位置に設置した。P2, P4橋脚のフーチングは段差を有しているが、段差の影響は無視することとし、柱位置のフーチング厚さをフーチングの高さと仮定した。

ねじり定数については、本橋が不等橋脚を有していることを考慮して総断面に対する値の1/20とした。なお、解析における初期断面力は、死荷重作用時(クリープ、乾燥収縮終了時)とした。

3.2 非線形動的解析方法

非線形動的解析は前述のモデルを用いて行った。本解析では、主要な振動モードに着目できるように減衰特性にRayleigh減衰を用いた。設定した各構造要素の減衰定数を表-3.1に示す。入力地震動には、道路橋示方書に規定されている標準加速度応答スペクトルの適合波を用い、タイプIおよびタイプIIとも各波形3波に対して解析を行った。数値積分手法はNewmark β 法 ($\beta=0.25$)とし、数値積分間隔は $\Delta t=0.002$ 秒とした。

表-3.1 設定した各構造要素の減衰定数

構造要素		減衰定数
上部構造	非線形弾性モデル	3%
	履歴モデル	2%
下部構造		2%
基礎		20%

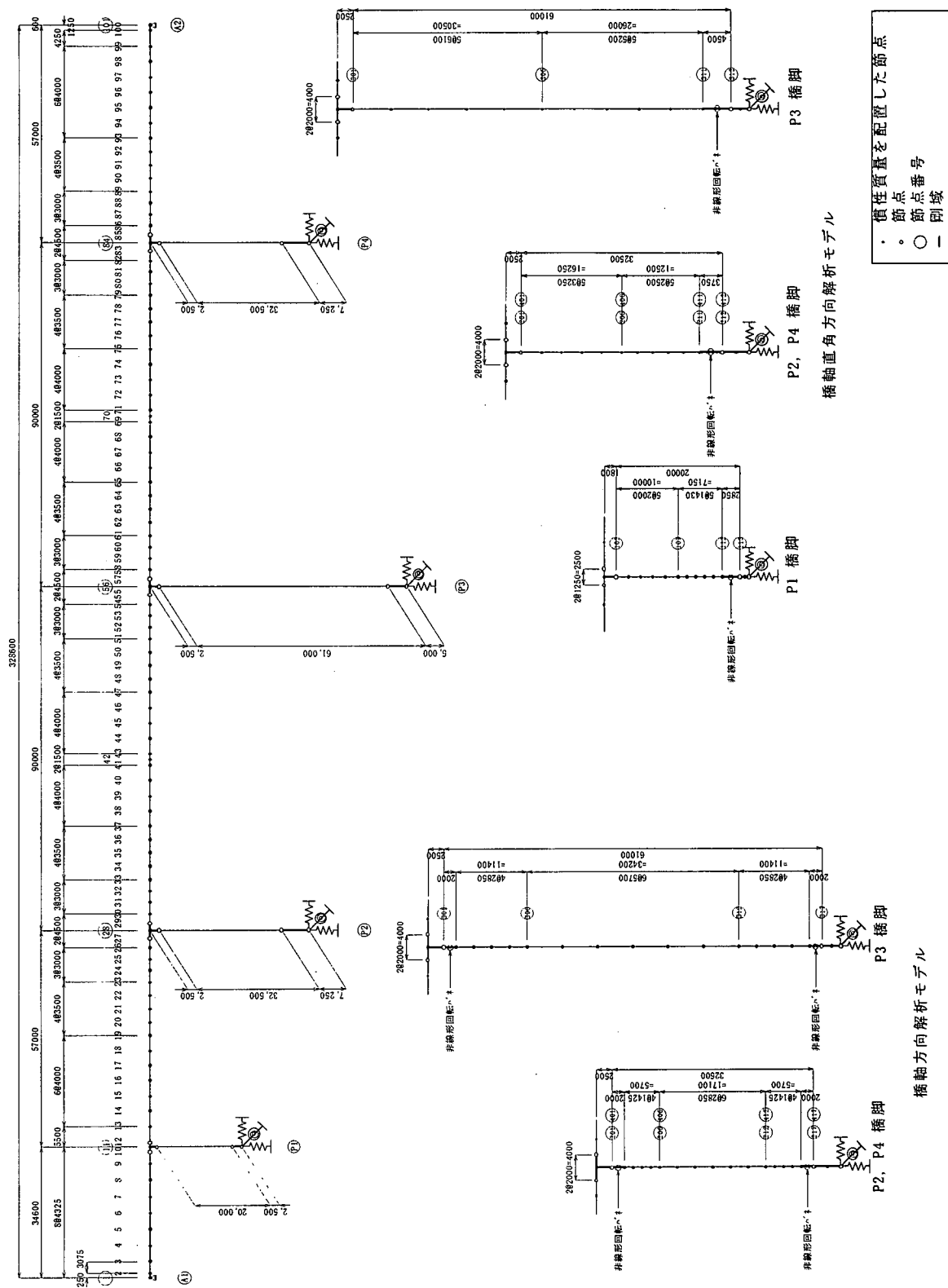


図-3.1 解析モデル図(単位: mm)

3.3 非線形領域のモデル化の違いによる 応答比較

橋脚塑性ヒンジ領域のモデル化の違いが応答値に与える影響について検討を行った。塑性ヒンジ領域のモデルは、非線形回転バネを設置したモデル（以下、M- θ モデルと呼ぶ）、および塑性ヒンジ領域を非線形はり要素で5分割したモデル（以下、M- ϕ モデルと呼ぶ）の2ケースを設定した。上部構造には非線形弾性はり要素を用い、橋脚部材の履歴特性には武田モデルを用いた。検討は橋軸方向、および橋軸直角方向について行うこととした。解析に用いた地震波形は、タイプI-II-1およびタイプII-II-1である。

(1) 橋軸方向解析

①最大応答値の比較

表-3.2にP3橋脚上部構造位置における最大応答加速度および最大応答変位を示す。タイプI地震時の加速度に若干の差が生じているものの、他の応答値は橋脚塑性ヒンジのモデル化の違いによらず同等の値となっている。

②応答波形の比較

図-3.2に上部構造の加速度および変位応答波形を示す。加速度波形および変位波形は、橋脚塑性ヒンジ領域のモデル化の違いによらず、同様の波形形状となっている。

③塑性ヒンジ領域の応答値の比較

表-3.3、3.4に各モデルにおける塑性ヒンジ領域の応答値として、M- θ モデルは非線形回転バネの最大回転角を、M- ϕ モデルは橋脚最上段または最下段の非線形はり要素の応答曲率を示す。また、降伏回転角、降伏曲率に対する応答塑性率を併せて示す。タイプIにおける応答塑性率の差は、最大約5%と小さいが、タイプIIでは約13%の差が生じている。

④上部構造の断面力分布の比較

図-3.3に上部構造の応答曲げモーメント分布図を示す。応答値はタイプI、タイプII地震時ともに塑性ヒンジ領域のモデル化の違いに関わらず良く一致している。応答値の差は、タイプI、タイプIIともに最大4%程度M- ϕ モデルの方が大きな値であった。

表-3.2 上部構造の最大応答値（橋軸方向）

モデル	タイプI		タイプII	
	加速度 (gal)	変位 (m)	加速度 (gal)	変位 (m)
M- θ	494.0	0.323	573.9	0.445
M- ϕ	487.7	0.323	573.9	0.445

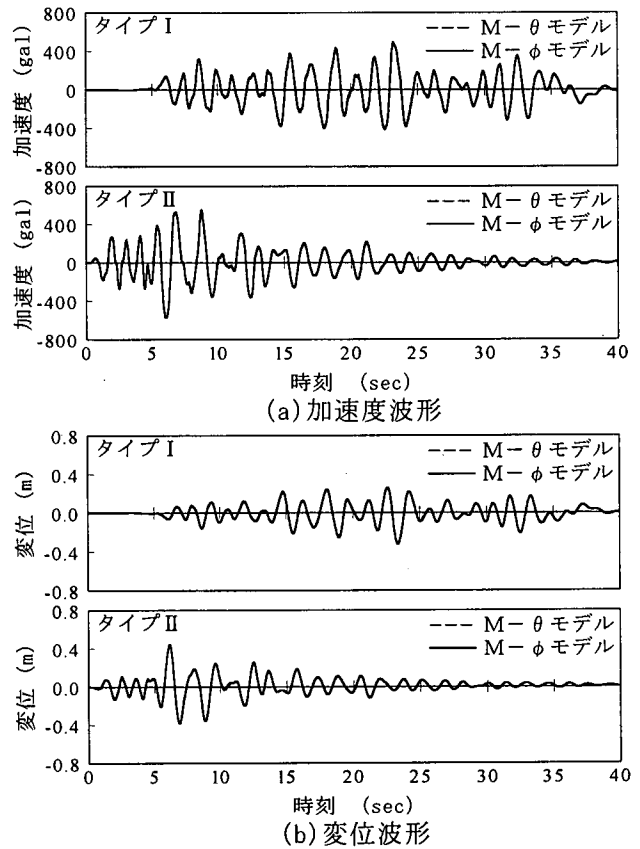


図-3.2 P3橋脚応答波形

表-3.3 塑性ヒンジ領域の応答値（M- θ モデル）

(a) タイプI

要素位置	最大回転角 (rad)	降伏回転角 (rad)	塑性率
P2 上端	0.00111	0.00117	0.95
P2 下端	0.00134	0.00131	1.03
P3 上端	0.00167	0.00119	1.40
P3 下端	0.00090	0.00129	0.70
P4 上端	0.00101	0.00171	0.86
P4 下端	0.00220	0.00131	1.68

(b) タイプII

要素位置	最大回転角 (rad)	降伏回転角 (rad)	塑性率
P2 上端	0.00170	0.00117	1.45
P2 下端	0.00461	0.00131	3.52
P3 上端	0.00346	0.00119	2.91
P3 下端	0.00125	0.00129	0.97
P4 上端	0.00135	0.00117	1.16
P4 下端	0.00309	0.00131	2.36

表-3.4 塑性ヒンジ領域の応答値 (M-φモデル)

(a)タイプI

要素位置	最大曲率 (1/m)	降伏曲率 (1/m)	塑性率
P2 上端	0.000610	0.000627	0.97
P2 下端	0.000689	0.000627	0.99
P3 上端	0.000824	0.000620	1.33
P3 下端	0.000473	0.000669	0.71
P4 上端	0.000551	0.000627	0.88
P4 下端	0.001139	0.000696	1.64

(b)タイプII

要素位置	最大曲率 (1/m)	降伏曲率 (1/m)	塑性率
P2 上端	0.001029	0.000627	1.64
P2 下端	0.002388	0.000696	3.43
P3 上端	0.001740	0.000620	2.81
P3 下端	0.000650	0.000669	0.97
P4 上端	0.000783	0.000627	1.25
P4 下端	0.001670	0.000696	2.40

(2) 橋軸直角方向解析

①最大応答値の比較

表-3.5 に P3 橋脚上部構造位置における最大応答加速度および最大応答変位を示す。橋軸方向と同様にタイプ I, タイプ II 地震時とも, 応答値は橋脚塑性ヒンジのモデル化によらず同等の値となっている。

②応答波形の比較

図-3.4 に P3 橋脚上部構造位置の応答加速度, および応答変位応答波形を示す。応答波形は, 橋軸方向と同様に橋脚塑性ヒンジ領域のモデル化の違いによらず, 良く一致している。

表-3.5 上部構造の最大応答値 (橋軸直角方向)

モデル	タイプI		タイプII	
	加速度 (gal)	変位 (m)	加速度 (gal)	変位 (m)
M-θ	575.5	0.509	822.5	0.625
M-φ	574.2	0.508	821.9	0.625

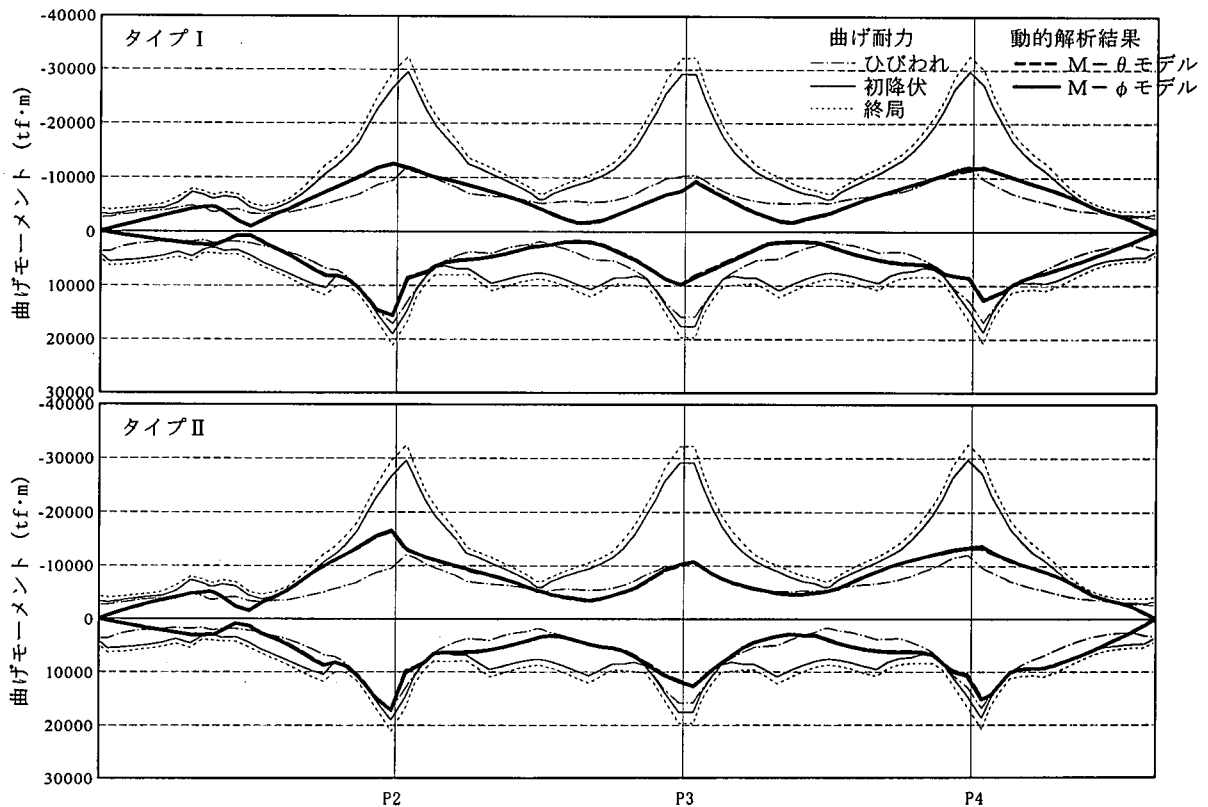


図-3.3 上部構造最大応答曲げモーメント

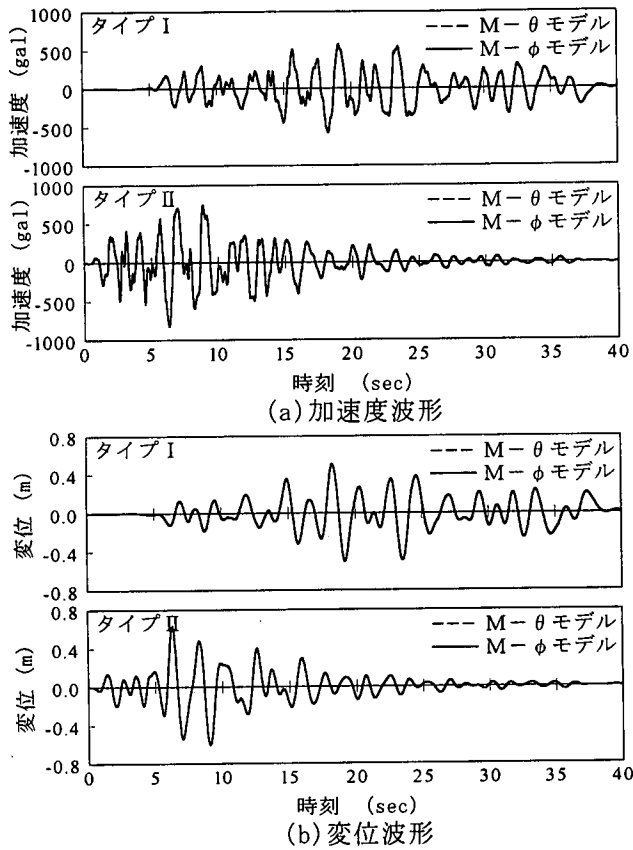


図-3.4 P3橋脚応答波形

③塑性ヒンジ領域の応答値の比較

表-3.6, 3.7 に塑性ヒンジ領域の応答値を示す。タイプI, タイプII地震時ともに, 応答塑性率が良く一致している。タイプI地震時には, 全ての塑性ヒンジが塑性化に至っていないため, またタイプII地震時にはP1橋脚のみ塑性化しているが, 塑性ヒンジ領域の5つの非線形はり要素全てが塑性化しているため, 応答値が良く一致したものと考えられる。

④上部構造の断面力分布の比較

図-3.5 に上部構造の応答曲げモーメント分布図を示す。上部構造の応答曲げモーメントはタイプI, タイプII地震動ともに, 橋脚の塑性ヒンジ領域のモデル化の違いによる影響が現れていないことが分る。なお, 応答値の差は最大で1%程度であった。

表-3.6 塑性ヒンジ領域の応答値 (M-θモデル)

(a) タイプI

要素位置	最大回転角 (rad)	降伏回転角 (rad)	塑性率
P1 下端	0.00075	0.00131	0.57
P2 下端	0.00078	0.00151	0.52
P3 下端	0.00081	0.00145	0.56
P4 下端	0.00078	0.00151	0.52

(b) タイプII

要素位置	最大回転角 (rad)	降伏回転角 (rad)	塑性率
P1 下端	0.00272	0.00131	2.07
P2 下端	0.00094	0.00151	0.62
P3 下端	0.00105	0.00145	0.72
P4 下端	0.00093	0.00151	0.62

表-3.7 塑性ヒンジ領域の応答値 (M-φモデル)

(a) タイプI

要素位置	最大曲率 (1/m)	降伏曲率 (1/m)	塑性率
P1 下端	0.000286	0.000508	0.56
P2 下端	0.000221	0.000430	0.51
P3 下端	0.000189	0.000339	0.56
P4 下端	0.000220	0.000430	0.51

(b) タイプII

要素位置	最大回転角 (1/m)	降伏回転角 (1/m)	塑性率
P1 下端	0.001056	0.000508	2.08
P2 下端	0.000261	0.000430	0.61
P3 下端	0.000244	0.000339	0.72
P4 下端	0.000263	0.000430	0.61

(3) まとめ

橋脚上下端の塑性ヒンジ領域のモデル化の違いによる応答値への影響について検討を行った。結果, 橋軸方向タイプII地震時の塑性ヒンジ領域の応答塑性率に若干の差が生じた。これは, M-θモデルでは塑性ヒンジ領域が一樣に塑性化するのに対し, M-φモデルでは塑性ヒンジ領域の5つの非線形はり要素全てが塑性化していなかったためと考えられる。しかしながら, 上部構造の応答加速度, 変位, 曲げモーメントに有意な差は生じていない。

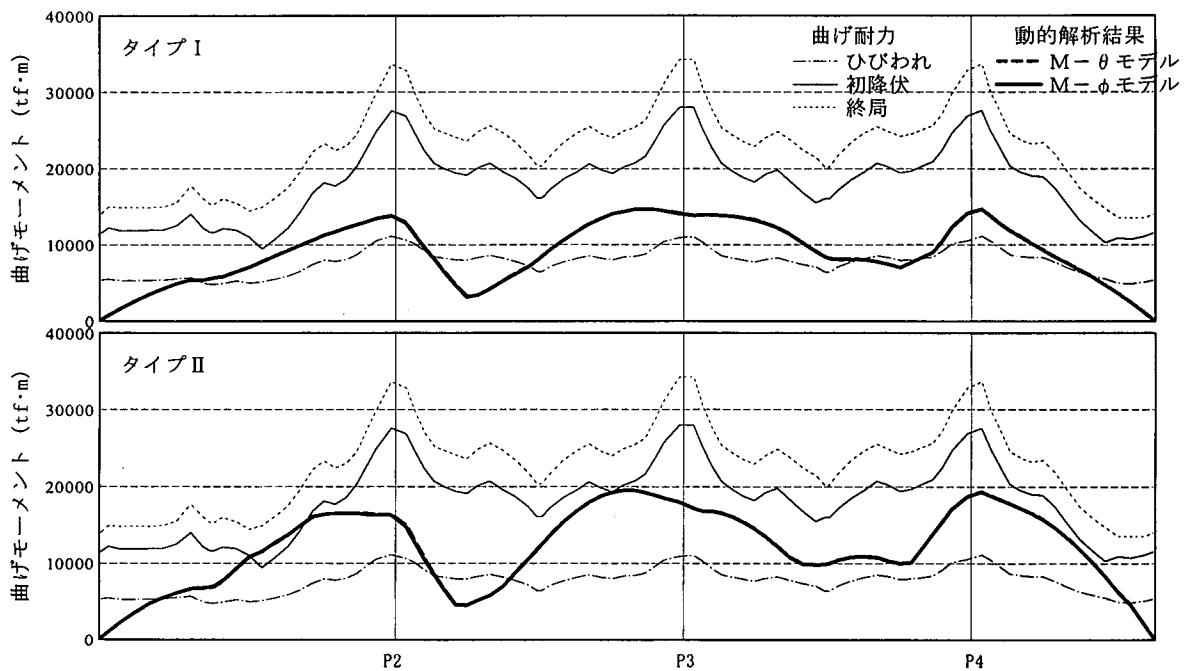


図-3.5 上部構造最大応答曲げモーメント

3. 4 上部構造の履歴モデルの検討

上部構造におけるPC部材では、非線形履歴特性のモデル化手法として岡本モデルが提案されている。本項では、3.3におけるM-θモデルをもとに、原形の上部構造の履歴特性に岡本モデルを採用し、解析結果を3.3で用いた非線形弾性型（以降逆行型）を採用したモデルと比較した。入力地震動はタイプI、タイプII双方を用い、解析方向は橋軸方向のみとした。

解析結果を比較すると、岡本モデルを採用したケースの方が応答値が全般に低下した。これは、岡本モデルでは非線形弾性型と異なり履歴減衰が考慮されるため、これによる効果であると考えられる。

①最大応答値の比較

上部構造の最大応答値を表-3.8に示す。タイプI、タイプIIとも、岡本モデルを採用することで応答値が低下していた。特に、タイプII地震動に対する上部構造の応答変位への影響が顕著で、逆行型（非線形弾性型）に対し2/3以下にまで低減されていた。

②PCの履歴ループの比較

図-3.6に上部構造のM-φ履歴を示す。着目位置は曲率の応答塑性率が最大であった、P2橋脚位置からP3橋脚側に10.5mの位置の断面とした。

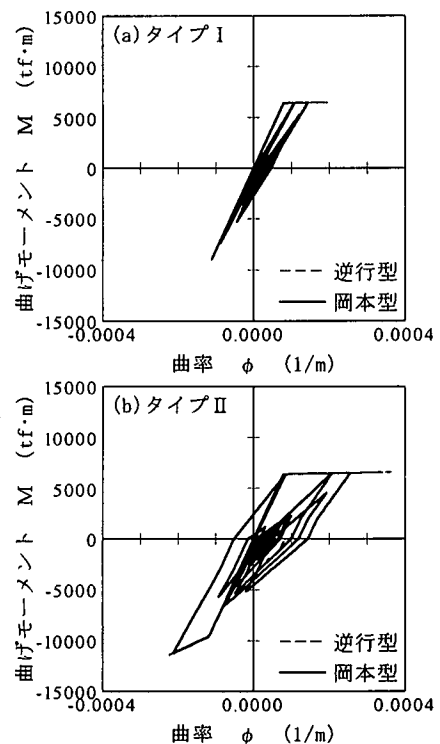


図-3.6 上部構造のM-φ履歴

表-3.8 上部構造の最大応答値

モデル	タイプI		タイプII	
	加速度 (gal)	変位 (m)	加速度 (gal)	変位 (m)
逆行型	483.2	0.305	613.2	0.479
岡本型	454.4	0.262	609.8	0.300

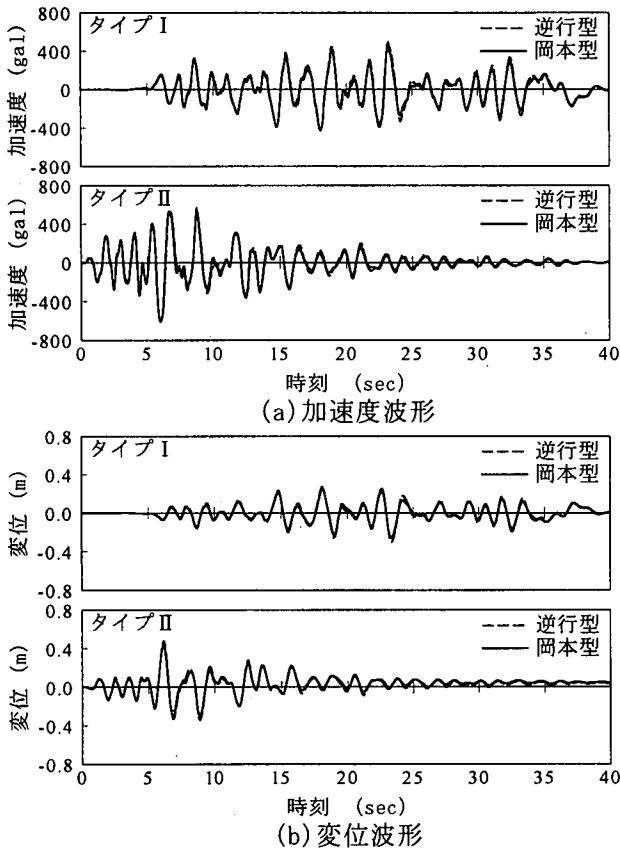


図-3.7 P3橋脚変位応答波形

逆行型（非線形弾性型）では、骨格曲線を往復するだけの応答であるのに対し、岡本型では、履歴ループを描いているのが分かる。最大断面力は両者で大きい違いは見られず、特に、降伏に達していない負曲げ側での、最小曲げモーメントのピークは、どちらも同様の位置であった。しかし、正曲げ側での、降伏後の最大応答曲率は、岡本型の方が小さい値であった。なお、タイプII地震時の解析結果には、除荷時の曲線に、岡本型の特徴である勾配の変化が見られた。

③ 応答波形の比較

図-3.7に上部構造の応答波形を示す。

応答波形で比較すると、波形の全体的な形状は大きく変化していないが、タイプI、タイプIIともに岡本型の波形の方が振幅が小さくなっていた。

④ RC橋脚の履歴ループの比較

図-3.8にP4橋脚基部における塑性ヒンジのM-θ履歴を示す。橋脚の履歴ループにおいても、岡本型を採用したモデルでは応答値が低減されていることが分かる。

以上より、上部構造の応答値が降伏曲げに達するような橋では、上部構造の履歴減衰を考慮するかどうか

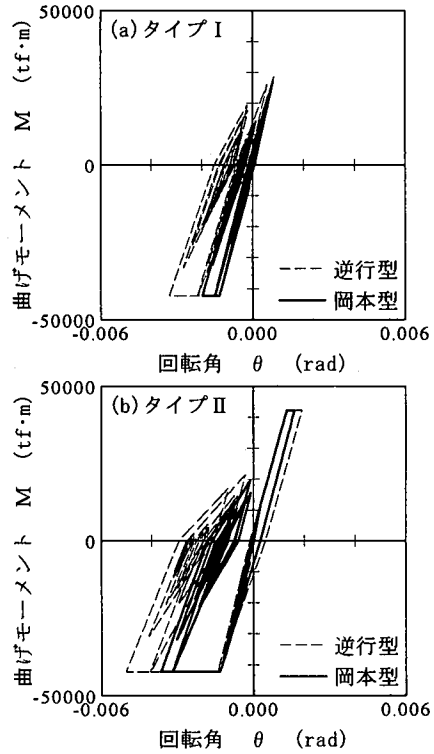


図-3.8 P4橋脚基部塑性ヒンジのM-θ履歴

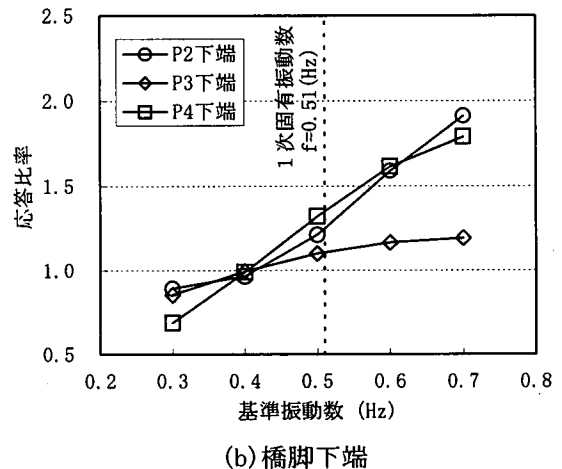
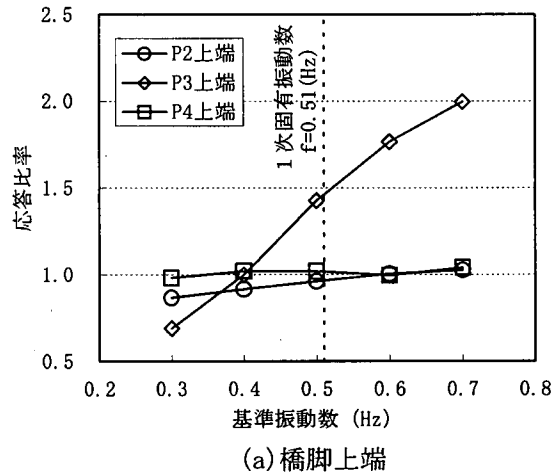


図-3.9 基準振動数と応答値の関係

で、橋の応答値に無視できない変化が生じる。従って、上部構造のモデル化をより正確に行うことが、解析精度の向上につながると考えられる。

3. 5 減衰定数の評価

減衰の評価方法の違いが応答値に与える影響について検討を行った。検討は、Rayleigh減衰を用いた場合と、部材別減衰定数評価によるひずみエネルギー比例減衰を用いた場合の橋脚塑性ヒンジの応答回転角を比較することにより行った。解析モデルは、3. 3で用いたM-θモデルとし、橋軸方向を対象に検討を行った。入力地震動はタイプI地震動を用いた。

ひずみエネルギー比例減衰(部材別減衰定数評価)では、減衰マトリクスは以下の式により表される。

$$C = \sum_{j=1}^N \frac{2h_j}{\omega_1} \cdot k_j \quad (1)$$

ここに、 k_j :j要素の要素剛性マトリクス、 h_j :j要素の減衰定数、 ω_1 :1次の固有円振動数または基準振動数(円振動数)、 N :全要素数。

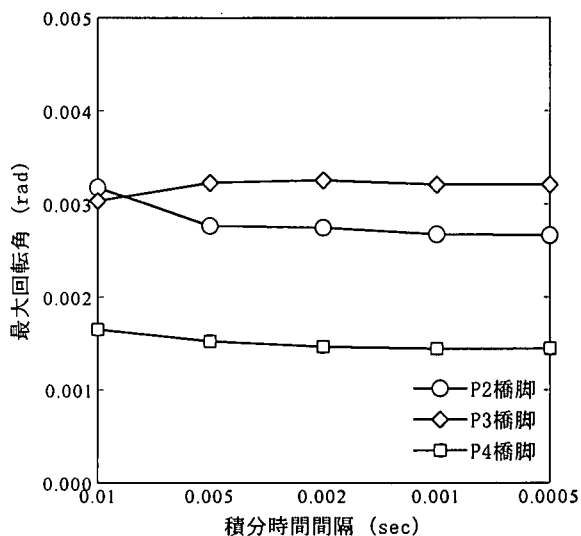
式(1)に示されるように、ひずみエネルギー比例減衰を設定する際には、各要素の減衰定数と基準振動数を決定する必要がある。各要素の減衰定数には表-3.1の値を用い、基準振動数は0.3から0.7Hzの範囲で0.1Hz刻みで変化させて解析を行った。

図-3.9に、ひずみエネルギー比例減衰の基準振動数と、Rayleigh減衰を用いた解析結果に対する応答値の比率の関係を示す。なお、図中には橋脚の剛性を降伏剛性とした場合の固有振動数である0.51Hzのラインを示している。図より、応答値は基準振動数に対してほぼ線形に増加していることが分る。本橋の固有振動数である0.51Hz付近では、Rayleigh減衰を用いた場合と比較して1.0~1.4倍の応答を示している。本解析では、基準振動数を0.4Hzに設定した場合にRayleigh減衰と、ひずみエネルギー比例減衰の結果がほぼ一致した。

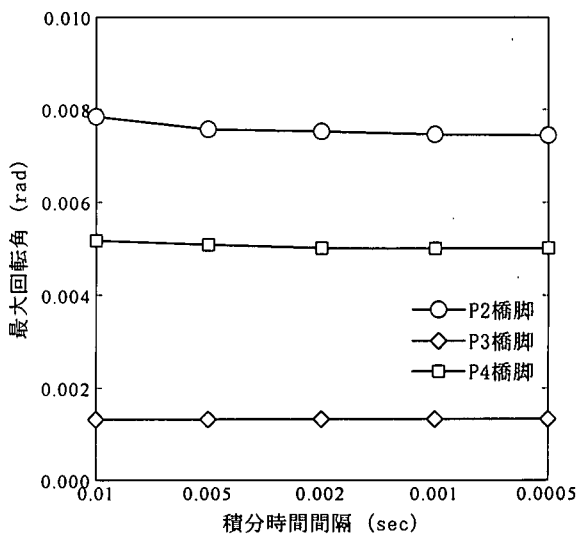
基準振動数を低く設定する必要があるのは、橋の応答が降伏点を越えたため、橋脚を降伏剛性とした場合以上に剛性が低下していたことによると考えられる。

3. 6 積分方法の検討

時刻歴解析における直接積分の積分時間間隔を変化させて、解析結果がどのように変化するかを検討した。当解析の基本的な積分時間間隔は1/500秒(0.002秒)であるが、ここでは、1/100秒~1/2000秒(0.01秒~0.0005



(a)橋脚上端の塑性ヒンジ最大回転角



(b)橋脚基部の塑性ヒンジ最大回転角

図-3.10 積分時間間隔と塑性ヒンジ回転角の関係

秒)まで時間間隔を変化させた。解析方向は橋軸方向、入力地震動はタイプII地震動を用いた。

解析結果は、橋の応答値に大きい違いは生じなかったが、橋脚上下端の塑性ヒンジの最大回転角に着目すると、積分時間間隔の影響が現れていた。積分時間間隔と塑性ヒンジ回転角の関係を図-3.10に示す。積分時間間隔0.01秒では、解析結果は十分収束しているとは言えないことが分かる。しかし、0.005秒より短い時間間隔では、解析結果の変動は非常に小さく、0.002秒以下では変動がほとんど見られない。従って、当該橋では、積分時間間隔は0.002秒以下とするのがよいと考えられる。

3.7 ベンチマークテスト

本検討では、全てのモデル化手法を1種類の解析プログラムで実行することは機能上の制約からできなかったため、2種類の解析プログラム（T-DAP及びResp-3T/B）を使用した。本節では、同一の解析条件でベンチマークテストを実施し、これら2つのプログラムの解の整合性を検討した。解析モデルは3.3のM- θ モデルを用いた。

(1) 橋軸方向解析

①最大応答値の比較

表-3.9に上部構造の最大応答値を示す。タイプIではRespによる解析結果はT-DAPの解析結果を若干下回り、タイプIIでは、逆に若干上回っていた。

②応答波形の比較

図-3.11にP3橋脚位置の上部構造の応答波形を示す。2種類の解析プログラムによる応答波形を重ねて比較すると、完全に同一ではないが、波形はかなりよく一致していた。

③RC橋脚の履歴ループの比較

図-3.12に、P4橋脚基部の塑性ヒンジのM- θ 履歴を示す。上部構造の応答値や応答波形では、両プログラムの違いはわずかであったが、ヒンジの履歴ループは比較的顕著に違いが見られ、いずれもRespの解析結果の方が応答回転角が大きく算出された。

④上部構造の断面力分布の比較

図-3.13に上部構造の曲げモーメント布図を示す。上部構造の曲げモーメントの値は、二つの解析プログラムで類似しており、どちらも同様な部位で降伏曲げに達していたが、分布図は完全には一致しなかった。

表-3.9 上部構造の最大応答値

モデル	タイプI		タイプII	
	加速度 (gal)	変位 (m)	加速度 (gal)	変位 (m)
T-DAP	494.0	0.323	573.9	0.445
Resp	483.2	0.305	613.2	0.479

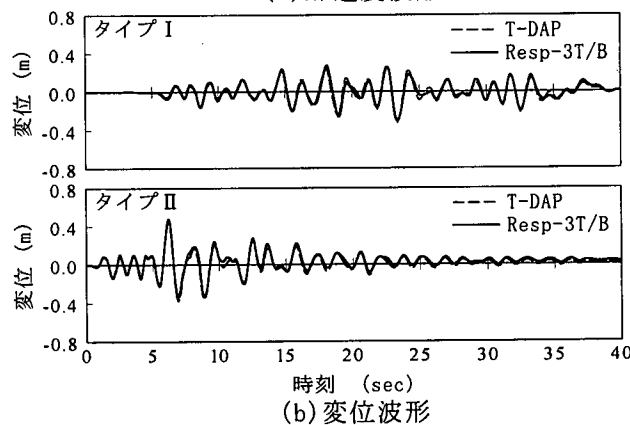
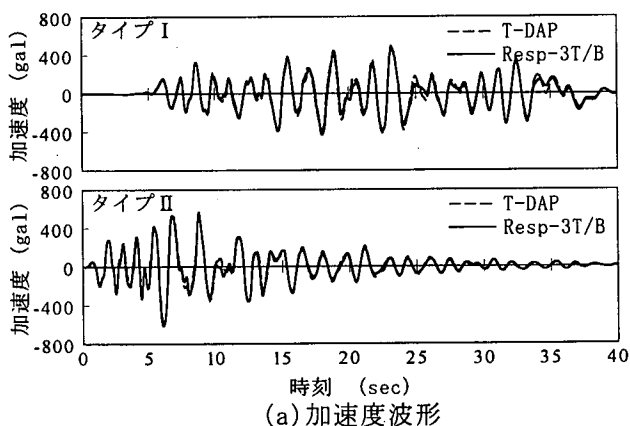


図-3.11 P3 橋脚応答波形

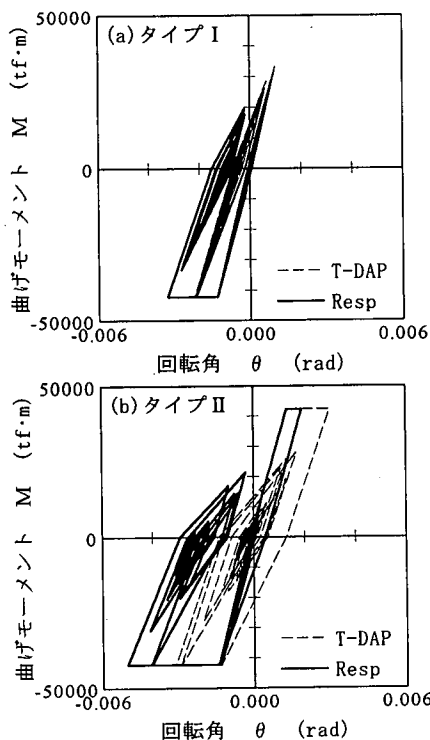


図-3.12 P4 橋脚下端ヒンジ位置の履歴ループ

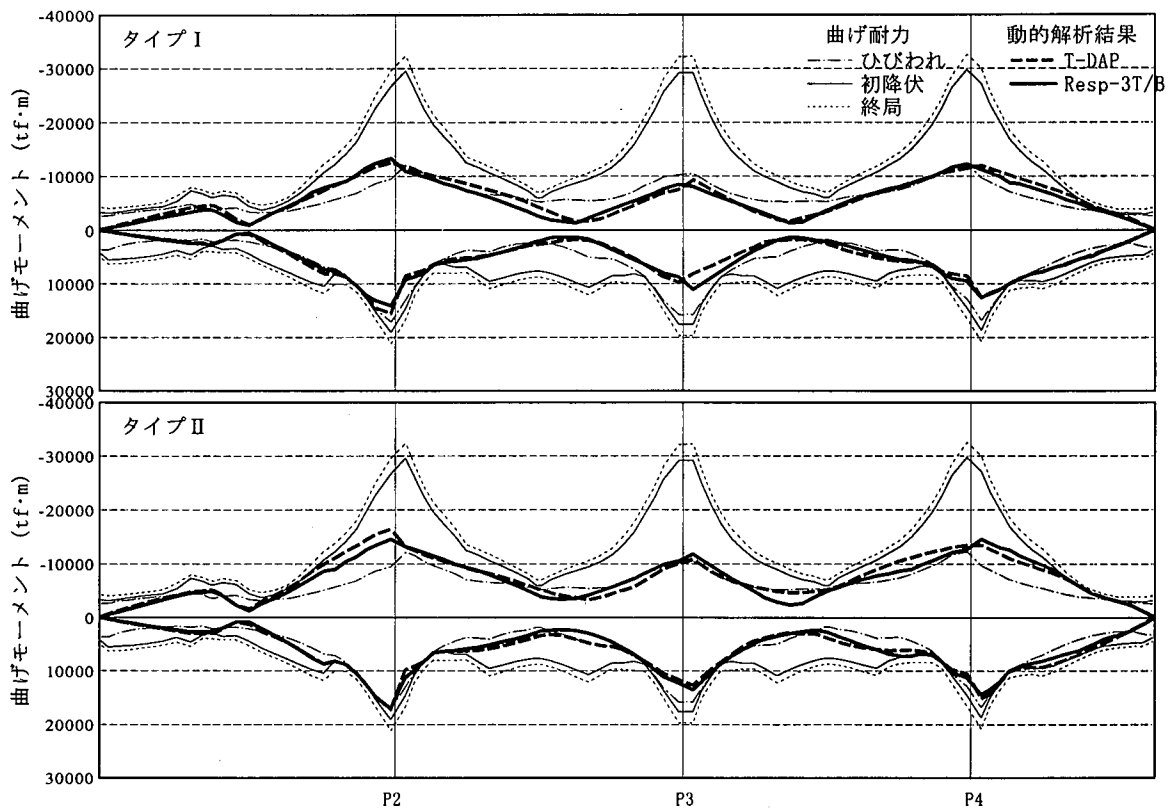


図-3.13 上部構造最大応答曲げモーメント

表-3.10 上部構造の最大応答値

モデル	タイプ I		タイプ II	
	加速度 (gal)	変位 (m)	加速度 (gal)	変位 (m)
T-DAP	575.5	0.509	822.5	0.625
Resp	552.2	0.489	791.8	0.656

(2) 橋軸直角方向解析

①最大応答値の比較

表-3.10に上部構造の最大応答値を示す。橋軸直角方向の解析では、タイプ I、タイプ IIともにRespによる解析結果はT-DAPの解析結果を若干下回っていた。ただし、タイプ IIの主げたの最大応答変位はRespの方が卓越していた。

②応答波形の比較

図-3.14に上部構造の応答波形を示す。上部構造の応答波形は、橋軸方向同様、両解析プログラムによる波形はかなりよく一致していた。

③RC橋脚の履歴ループの比較

図-3.15に、P1橋脚基部の塑性ヒンジのM-θ履歴を示す。タイプ I地震動では、P4橋脚基部は降伏に達しておらず、このような条件では、T-DAPの解析結果とRespの解析結果の履歴ループは類似してい

た。一方、タイプ II地震動ではP4橋脚基部は降伏しており、最大回転角には解析プログラムの違いが現れていた。そして、橋軸直角方向の解析結果では、T-DAPの解析結果の方が卓越していた。

④上部構造の断面力分布の比較

図-3.16に上部構造の曲げモーメント分布図を示す。橋軸方向解析と同様、上部構造の曲げモーメントの値は、二つの解析プログラムで類似しており、タイプ II地震動の応答値を見ると、どちらも同様な部位で降伏曲げに達していたが、分布図は完全には一致しなかった。

(3) まとめ

T-DAPとRespという二種類の解析プログラムによるベンチマークテストの結果、両解析プログラムの解析結果は完全には一致しなかった。しかし、上部構造の応答値などは同等の値を示しており、いずれも設計レベルで橋の安全性照査を行う上では、十分整合した解が得られると考えられる。塑性回転バネの回転角については、解析プログラムによる違いが比較的顕著に現れ、構造物の塑性応答を判定するには、微妙な解析条件の違いが結果に影響を与えると考えられ、注意を要する。

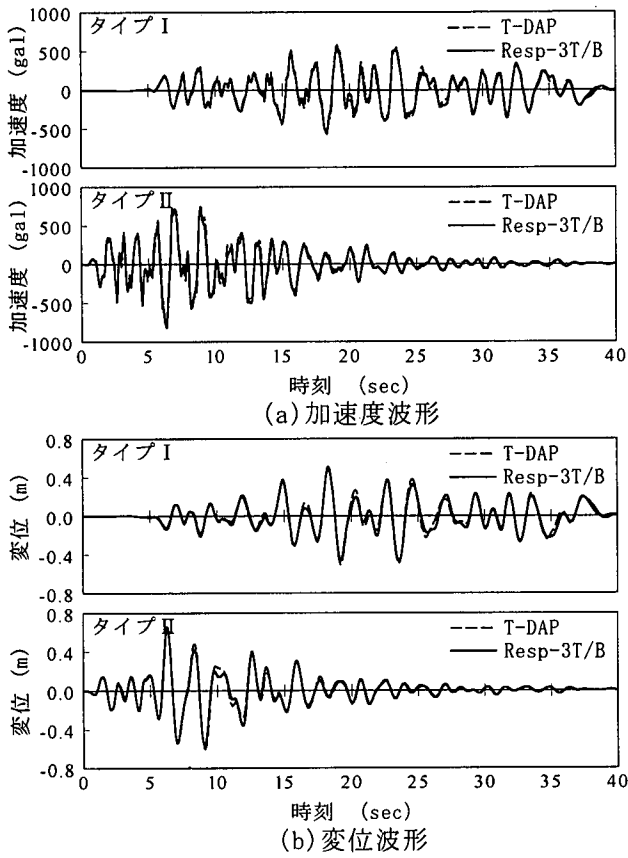


図-3.14 P3 橋脚応答波形

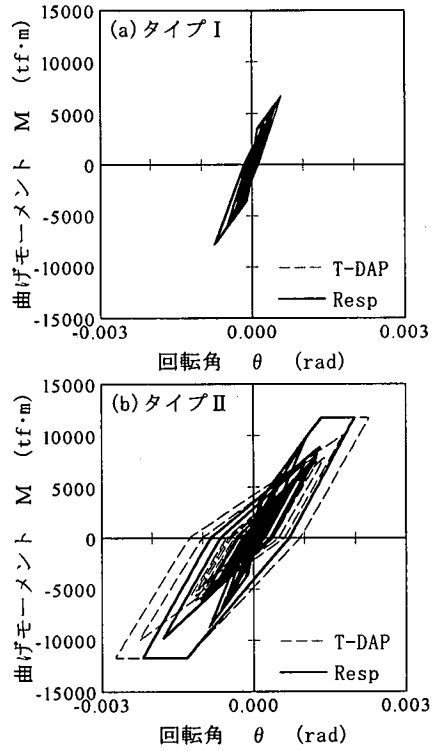


図-3.15 P1 橋脚下端ヒンジ位置の履歴ループ

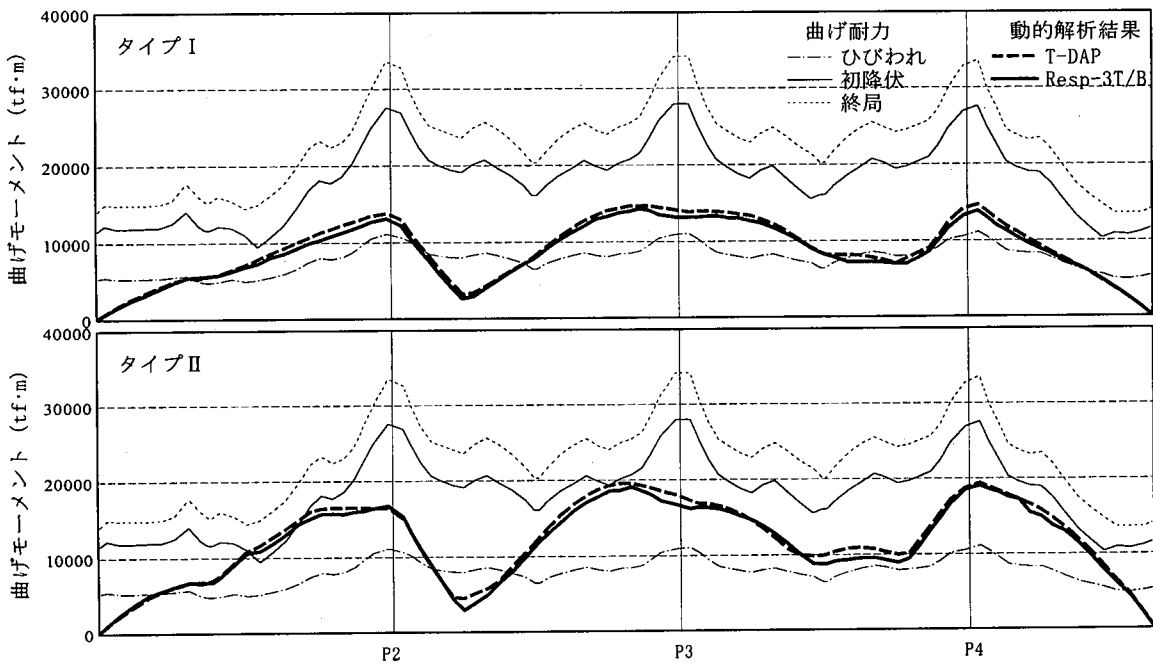


図-3.16 上部構造最大応答曲げモーメント

第4章 静的解析法：push-over解析

非線形動的解析結果と、静的解析（push-over解析）による地震応答解析との結果を比較し、当該橋のような高橋脚かつ不等脚ラーメンへの地震時保有水平耐力法の適用性を検討した。

4.1 解析条件

push-over解析における解析方法は、骨組モデルの各節点に、水平方向の慣性力を作用させ、その荷重倍率を漸増させてゆく水平震度漸増解析により行った。解析結果は、横軸に上部構造の変位、縦軸に水平震度をとってプロットした。

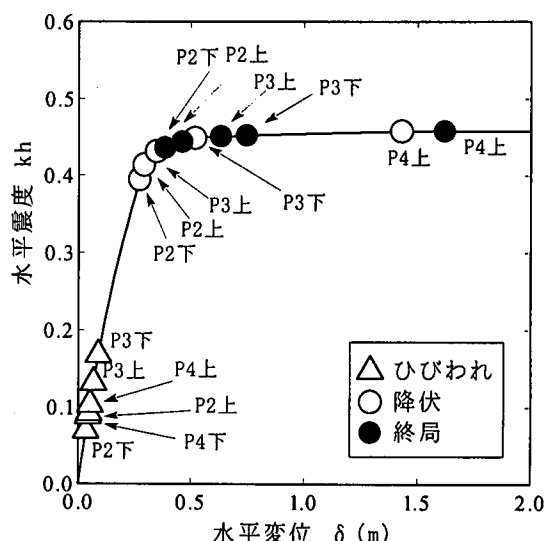


図-4.1 水平震度—水平変位曲線

4.2 解析結果

(1) kh-δ曲線

図-4.1に水平震度漸増解析結果によるラーメン橋の水平震度—水平変位関係を示す。橋脚の上下端のひび割れは震度0.2までに生じ、震度0.4程度から降伏が始まっていた。P3橋脚上端が降伏した時点で水平震度—水平変位関係の勾配はゆるやかになり、P3下端降伏以降ほぼフラットになった。P3橋脚上端の降伏直後に、P2橋脚下端の塑性ヒンジが終局に達し、水平変位1.6mでP4橋脚上端の塑性ヒンジが終局に達した。

(2) 静的解析による橋の動的応答の予測

図-4.2に、エネルギー一定則による橋の動的応答値の予測と、動的解析結果とを示す。ここで、線形応答値を求める際に用いた橋の水平震度—水平変位関係は、弾性時の勾配を原点—P2下端降伏時の傾きとし、降伏震度は3P上端降伏時の震度（0.458）とした。応答変位の推定値は、タイプI地震動に対しては0.57m、タイプII地震動では0.78mであった。応答加速度は、いずれも降伏震度と等価な449 galであった。

エネルギー一定則の計算結果と、動的応答結果との関係は図-4.2の通りである。静的解析による応答値の予測は、動的解析結果に比較して変位が大きく算出され、大きい誤差が生じた。当該橋では、橋脚の剛性を降伏剛性とした場合の橋の固有周期は1.96秒（固有振動数0.51Hz）であるため、タイプI、タイプIIいずれに対しても、設計水平震度は固有周期に対して右下がりの領域にある。このため、静的解析により橋の非線形応答を推定するには、変位一定

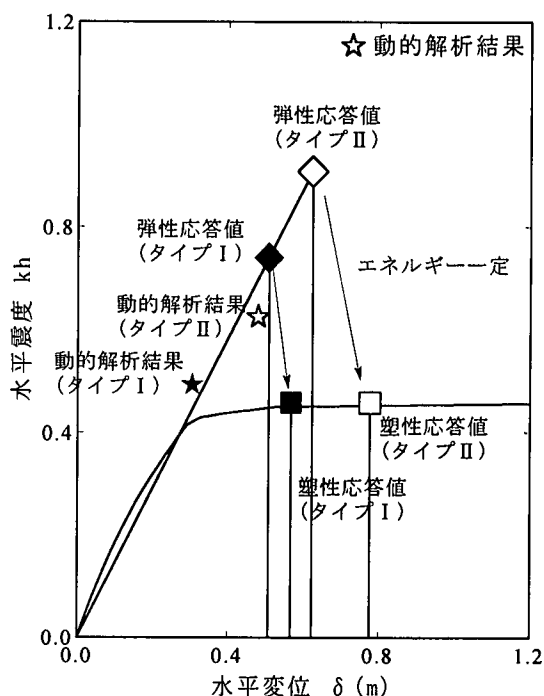


図-4.2 動的応答値の算出

則の方が精度がよいと考えられる。

応答加速度は、エネルギー一定則では水平震度—水平変位曲線上に推定値がくるのに対し、動的解析結果は同曲線を上に外れた位置にプロットされた。これは、動的解析では、上部構造の応答加速度に高次の固有振動モードの影響が現れることによると考えられる。

(3) 塑性回転バネ応答値の比較

図-4.3に塑性回転バネの変位と回転角の関係を示す。動的解析における応答変位と回転角も示している。

第5章 橋台部免震構造の採用検討

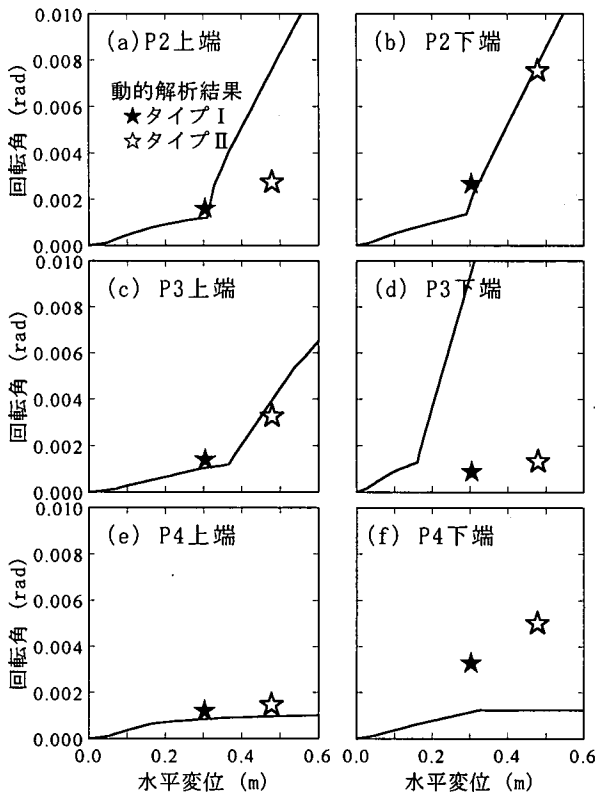


図-4.3 上部構造の変位と橋脚の塑性ヒンジ回転角の関係

動的解析結果は、push-over解析によるヒンジの変位-回転角関係と整合しているものもあるが、タイプI地震動ではP3橋脚基部とP4橋脚基部、タイプII地震動ではP2橋脚上端、P3橋脚基部、P4橋脚基部において、著しく不整合となっている。これは、push-over解析では、動的解析における断面力分布を正確に算出されていないことを示している。

動的解析とpush-over解析で断面力分布が一致しない理由は、主げたの鉛直振動による断面力をpush-over解析では十分に再現できないことによると考えられる。また、高次の固有振動モードの影響も考えられる。

(4) まとめ

静的なpush-over解析とエネルギー一定則により当該橋の地震応答の推定を試みた。応答変位の推定値は、動的解析結果を大きく上回り、十分な精度を得ることができなかった。一方、応答加速度の推定値は、動的解析結果の方が静的解析による推定値を若干上回った。これらの解析結果の違いは、push-over解析では高次の振動モードの影響や、主げたの鉛直たわみ振動が橋脚の断面力に与える影響などを十分再現できないことによると考えられる。

ラーメン橋の地震応答を低減するため、橋台部に免震構造を設置し、地震時のエネルギー吸収を図った。

免震構造は以下の2つのタイプとした。

①モデル1

橋台部の支承を鉛プラグ入り積層ゴム支承(LRB)に変更し、支承の履歴減衰によりエネルギー吸収を図った。

②モデル2

橋台部にオイルダンパーを設置した。橋台1基ごとに設置したダンパーの規模は、速度1m/sに対し100tfの減衰力を発生させるものとし、減衰力は速度に比例するタイプとした。

5.1 解析条件

(1) 橋台部にLRBを採用(モデル1)

橋台部の支承をLRBに変更し、支承にエネルギー吸収性能を持たせるものとした。LRBの諸元は表-5.1の通りである。支承の鉛直反力からゴムの平面寸法を、地震時の最大せん断ひずみの推定値からゴム厚さを設定した。

(2) 橋台部にオイルダンパーを採用(モデル2)

主げた一橋台間にオイルダンパーを設置した。橋台1基あたりのオイルダンパーの諸元は以下の通りである。

- ・減衰力：主げた一橋台間の相対速度1m/s当り
100tf
- ・減衰力の速度依存性：速度に比例
- ・最大減衰力：主げたの応答速度2m/s弱より、
200tf以下と推定

市販されているオイルダンパーは、減衰力200tfクラスが最大級の規模である。ここでは、橋台部に200tf級のダンパー1基または100tf級のダンパー2基を設置すると想定した。

5.2 動的解析結果

①最大応答値の比較

上部構造の最大応答値を表-5.2に示す。モデル1、モデル2ともに応答変位が類似しており、けた端に免震構造を採用することで、上部構造の応答変位はわずかながら(約25mm)低減された。一方、応答加速度は、モデル1では25galほど増加しており、モ

表-5.1 橋台部の免震支承の諸元

設計有効寸法(橋軸)	a	cm	75.0
設計有効寸法(直角)	b	cm	75.0
ゴム全層厚	Σte	cm	25.0
鉛プラグ直径	ϕpb	cm	8.0
鉛プラグ本数	np	本	8
支承数			2基
支承のバネ定数(支承線あたり、タイプII地震動)			
等価バネ定数	KB	tf/m	518
一次剛性	K1	tf/m	2071
2次剛性	K2	tf/m	319
支承の降伏点	Qy	tf	82.38

表-5.2 上部構造の最大応答値

モデル	タイプII	
	加速度 (gal)	変位 (m)
免震なし	613.2	0.479
モデル1	638.0	0.453
モデル2	612.0	0.454

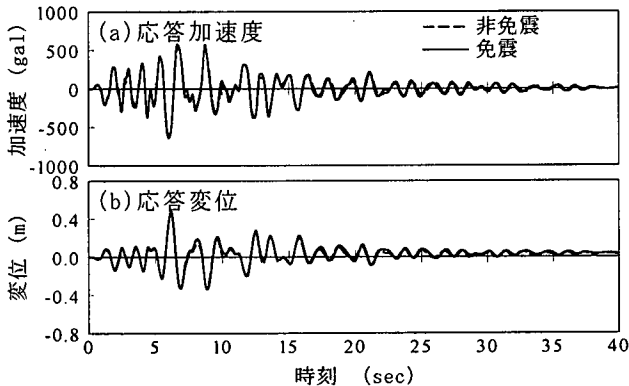


図-5.1 P3 橋脚位置の上部構造応答波形(モデル1)

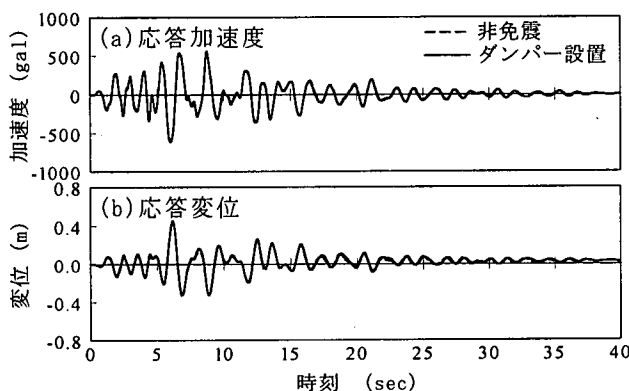
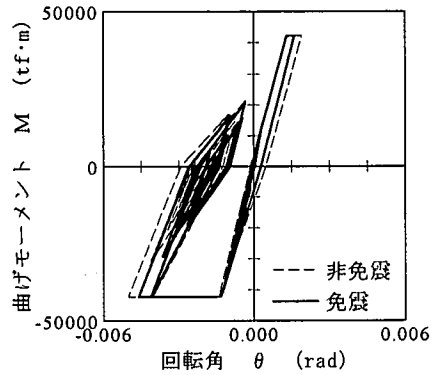


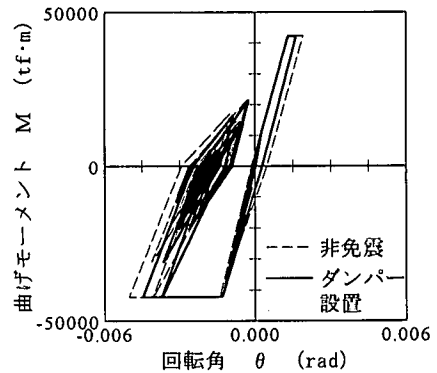
図-5.2 P3 橋脚位置の上部構造応答波形(モデル2)

モデル2ではほとんど変化がなかった。

けた端部に免震構造を設置することにより橋の応答の低減を計ったが、支承を免震支承に変える、あるいは反力200tf/橋台程度の規模の免震構造では、ほとんど効果が期待できないことが分かった。



(a)モデル1



(b)モデル2

図-5.3 P4 橋脚下端ヒンジ位置の履歴ループ

②応答波形の比較

上部構造の応答波形を図-5.1および図-5.2に示す。モデル1、モデル2ともに、免震構造の有無の影響はほとんど波形に現れなかった。

③RC橋脚の履歴ループの比較

図-5.3にP4橋脚基部塑性ヒンジのM-θ履歴を示す。履歴ループの基本的な形状は、免震構造を設けてもほとんど変化がない。しかし、モデル1、モデル2いずれも、ループ図の左下における最大回転角が若干低減されており、免震構造の効果がわずかに現れている。モデル1とモデル2とは、ループの形状は非常によく似ている。

④免震構造の履歴ループ

免震構造の変位と反力の関係を図-5.4および図-5.5に示す。モデル1ではバイリニア型、モデル2では楕円形の履歴ループを描いており、エネルギー吸収性能が発揮されていることが分かる。

免震構造の最大変位はいずれも45cm程度、最大反力はいずれも200tf程度であり、ループの形状は異なるが、履歴減衰の効果はモデル1もモデル2もほぼ同じと考えられる。このため、表-5.2に示されたように、上部構造の応答変位が両モデルでほぼ一致

第6章 まとめ

山岳部の渓谷を跨ぐコンクリートラーメン橋を対象とし、大規模地震に対する非線形動的解析を行う上で参考となる資料を提供することを目的として、橋の動的解析を実施した。検討により、以下のような知見が得られた。

なお、本解析の結果、上部構造の応答値が初降伏を超えている部分が見られたが、既往の実験結果によれば¹⁾、計算上の終局時までには十分PC上部構造部材としての保有性能(耐力, じん性)を有していることから、耐震性能として安全性は確保されているものと考えられる。

①非線形領域のモデル化手法の検討

橋脚上下端の塑性ヒンジ領域のモデル化の違いによる応答値への影響について検討を行った。解析結果では、橋軸方向タイプII地震時に塑性ヒンジ領域の応答塑性率に最大約13の差が生じた。しかし、上部構造の応答加速度、変位、曲げモーメントには有意な差は生じなかった。

②上部構造履歴モデルの検討

当該橋では、解析の結果、上部構造に初降伏を超えている部分が見られた。そこで、上部構造の履歴モデルとして、非線形弾性型と岡本型を比較し、上部構造の非線形部材の取扱いについて検討した。検討結果より、岡本モデルを用いると、履歴減衰が考慮されることから、非線形弾性モデルに比較して全般に応答が低減された。

③減衰定数の評価方法

動的解析における減衰の評価方法として、レイリー型とひずみエネルギー型の比較を行った。検討結果より、ひずみエネルギー減衰における基準振動数を、橋脚を降伏剛性とした橋の1次の固有振動数より若干小さい値としたとき、2つの減衰の評価方法による解が整合した。

④積分時間間隔

積分時間間隔は、当該橋では、0.002秒程度より短く設定することで、応答値の積分時間間隔による変動が見られなくなった。

⑤解析プログラムのベンチマークテスト

T-DAPとRespという2種類の汎用非線形骨組解析プログラムを使用して、ベンチマークテストを実施

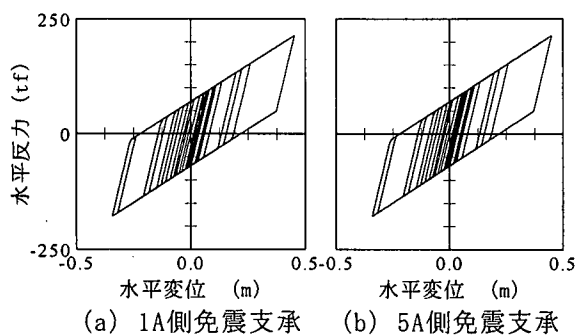


図-5.4 免震装置の履歴ループ (モデル1)

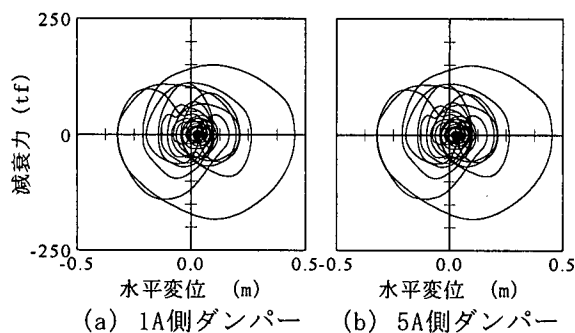


図-5.5 免震装置の履歴ループ (モデル2)

したものと考えられる。

上部構造の重量は8492tfであり、加速度613galに対する慣性力は5312tfと算出される。これに対して、2基の橋台部の免震構造の反力は合計で約400tfであり、慣性力の7.5%であった。免震構造の効果を期待するためには、より大きい減衰力を発揮できる、規模の大きい装置を設置する必要があると考えられる。また、そのためには、橋台および主げた端部に、免震装置を設置するためのスペースの確保と、大きい水平反力に対応するための構造詳細の検討も必要となろう。

した。両プログラムの解析結果は概ね整合していたが、塑性回転バネの回転角については違いが生じていた。このため、構造物の塑性応答を判定するには、微妙な解析条件の違いが結果に影響すると考えられる。

⑥静的解析

静的解析とエネルギー一定則により当該橋の動的応答値の推定を試みた。応答変位の推定値は、動的解析結果を大きく上回り、十分な精度を得ることができなかった。

⑦橋台部免震構造

橋台部に免震構造を設置し、橋の動的応答の低減

を図った。免震構造として、橋台部の支承を免震支承(LRB)に交換した場合と、最大減衰力200tfクラスのダンパーを設置した場合の2ケースの検討を行ったが、いずれの場合も、免震装置の性能が十分でなく、橋の応答はほとんど変化しなかった。

参考文献

- 1) 大塚久哲, 堤忠彦, 角本周, 岡田稔規: 繰り返し曲げ荷重を受けるPC箱桁の復元力特性: 第9回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, 1999.10.